بکارگیری روش المان‌محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی و برآورد فشار آب‌منفذی*

فرهود کلاته[۱] فریده حسین نژاد[۲]

چکیده *افزایش قابل ملاحظه فشارهای آب منفذی هسته حین ساخت سدهای خاکی می‌تواند منجر به بروز پدیده‌ی شکست هیدرولیکی هنگام آبگیری سد گردد. لذا اطلاع کامل از الگوی ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای در هسته سد امری ضروری می‌باشد. در تحقیق حاضر با بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی، مقادیر فشار آب منفذی و تغییرمکان‌های ایجاد شده حین ساخت سد درونگر با استفاده از کد نگاشته شده در محیط فرترن برآورد گردیده و نتایج با داده های ابزاردقیق مقایسه شده‌اند. درنهایت با استفاده از آنالیز بازگشتی مقدار واقعی نفوذپذیری هسته ونسبت نفوذپذیری افقی به قائم مشخص شده است.*

واژه های کلیدی سد خاکی، معادلات بیوت، تحلیل کوپل، فشار آب منفذی.

Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure

F. Kalateh F. Hosseinejad

Abstract *A significant increase in pore water pressure during construction of earth dams may lead to the hydraulic fracture of dam body in pounding. Thus having sufficient information about generation pattern of excess pore water pressure inside the core is essential. In the present study, using finite element method in coupled analysis of earth dams, excess pore water pressure and displacement values are estimated during the construction of Daroongar dam by developed Fortran code, and the results were compared with instrumentation data. Finally the actual amounts of horizontal and vertical permeability coefficients were determined for the materials by regression analysis.*

Key Words Earth Dam, Biot Equations, Coupled Analysis , Pore Water Pressure.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۲/۲ می‌باشد.

(۱) استادیار، دانشکده مهندسی عمران- دانشگاه تبریز.

(۲) نویسندهٔ مسئول، دانشجوی دکتری، مهندسی عمران- سازه های هیدرولیکی، دانشگاه تبریز. Email: farideh_hoseinnejad@yahoo.com

مقدمه

امنیت سازه های بزرگ، حفاظت زیست محیطی و کاهش خسارات وارده در بلایای طبیعی مستلزم فهم درستی از دلایل و مکانیزم‌های فرایند تغییر شکل سازه‌هاست [1]. سدها از جمله سازه‌های مهندسی ساخت دست بشر می‌باشند که به طور مستقیم با آب و نیروهای مخرب آن در تماس هستند. در یک دسته‌بندی کلی سدها به دونوع بتنی و خاکی تقسیم‌بندی می‌شوند. سدهای خاکی و سنگریز به واسطه مزیت‌های نسبی که در مقایسه با سایر انواع سدها دارند، دارای جایگاه ویژه‌ای بوده و بخش عمده‌ای از سدهای احداث شده در سطح جهان را (در حدود ۸۳ درصد) به خود اختصاص داده‌اند [۲]. اطلاعات آماری اشاره بر این دارد که سدهای خاکی بیش از سدهای بتنی در معرض تخریب هستند و بیش‌تر خرابی‌ها یا آسیب دیدگی‌های سدهای خاکی در حین ساخت و یا اولین آبگیری بوده است [3]. یکی از مشکلات اساسی در سدهای خاکی افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای در هسته سد طی مراحل ساخت و آبگیری می‌باشد که این مسئله می‌تواند منجر به پیدایش ترک هیدرولیکی در سد شود. لذا توانایی پیش‌بینی گسترش و توزیع (زائل شدن) اضافه فشار آب حفره‌ای در بررسی رفتار چنین سازه‌هایی از اهمیت بالایی برخوردار است [٤]. روش المان محدود ابزار قدرتمندی برای تحلیل و حل مسائل در ساخت سدهای خاکی می‌باشد چون می تواند تغییرمکانهای داخلی هسته و پوسته را محاسبه کرده و در نتیجه توزیع تنش و انتقال بار داخل مقاطع سد را بدست دهد [٥]. محققان بسیاری از این روش برای بررسی تغییرشکل‌ها و تنش‌های سدهای خاکی در مرحله ساخت و اولین آبگیری استفاده کرده‌اند [12-5] و [٤] و[1] . اما در اکثر موارد در تحلیل‌ها از روش تنش کل بهره گرفته شده [6,8,9,10,12,13] و در صورت استفاده از روش تنش موثر نیز اضافه فشارهای حفره‌ای ایجاد شده به واسطه ضریب پیش فرضی از تنش فرض شده است که تا حدی محافظه‌کارانه است. از اینرو رویکرد تحلیل همبسته (کوپل) که مبنای آن روش تنش موثر می‌باشد توسط برخی محققین اتخاذ شده است [5,11,١٤, ٤]. بررسی فشار منفذی ایجاد شده در هسته سدهای خاکی نیز به دلیل اهمیت فراوانش مورد توجه محققین زیادی بوده است. پاکزاد و حسینی [١٥]، با استفاده از نتایج پیزومترهای به کار رفته در پی و بدنه سد کرخه، وضعیت سد را پس از آبگیری بررسی کرده و نشان دادند با توجه به ضریب فشار منفذی ماکزیمم حین ساخت و آبگیری، بروز پدیده شکست هیدرولیکی در این سد غیرمحتمل است. همچنین حسینی و همکاران [١٦]، افزایش فشار منفذی در هستهٔ سد کرخه را هنگام ساخت و آبگیری همزمان، مورد ارزیابی قرار داده و نشان دادند نتایج تحلیل‌های عددی در دوران ساخت نسبت به محور سد تقارن دارند ولی حین آبگیری مقدار فشار منفذی بالادست از حالت تقارن خارج شده و افزایش می‌یابد. نیرومند و همکاران [١٧]، نیز با استفاده از نتایج ابزار دقیق و آنالیز برگشتی انجام شده با نرم افزار CA2، عملکرد سد کرخه را بررسی کردند و نشان دادند به دلیل طولانی‌تر شدن مدت اجرا، مقادیر فشار منفذی حدودا نصف مقادیر در نظر گرفته شده در طراحی هستند. حبشی و همکاران [١٨]، فشار آب منفذی ایجاد شده در هستهٔ سد خاکی دوستی را با استفاده از آمار اندازه‌گیری شده و نتایج تحلیلی بدست آمده مورد بررسی قرار داده و با استفاده از تحلیل بازگشتی نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مصالح هسته را برابر با ۲ بدست آوردند. ملکی و علوی‌فر [19] رفتارنگاری مسجد سلیمان را به همراه آنالیز عددی توسط کد نرم‌افزاری FLAC 4.0 مورد بررسی قرار داده و پارامترهای ضریب فشار آب منفذی و نسبت قوس-شدگی را محاسبه کردند. سروش و اخترپور[٢٠] مراحل ساخت و اولین آبگیری سد خاکی مسجد سلیمان را با نرم افزار Plaxis7.2 مدل کرده و فشارهای منفذی بدست آمده را با نتایج حاصل از ابزار دقیق مقایسه کردند و با استفاده از آنالیز بازگشتی نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مصالح هسته را ۲/۵ بدست آوردند آنها همچنین نشان دادند در زمان‌های اولیه خاکریزی بدلیل کم بودن سربار و اشباع نبودن کامل خاک، مقادیر اندازه

گیری شده فشار آب منفذی کمتر از مقادیر محاسبه شده است و با افزایش تراز خاکریز اختلاف این دو مقدار کمتر می‌شود زمردیان و پوچی [۱٤] طی یک بررسی با استفاده از نرم‌افزار GeoStudio رفتار سد خاکی مسجد سلیمان در حین ساخت و اولین آبگیری را به روش عددی و به صورت همبسته تحلیل کرده و نتایج حاصل برای فشار آب منفذی، ضریب فشار آب منفذی و تنش کل را با داده‌های ابزار دقیق مقایسه کرده و نشان دادند مقادیر محاسباتی و اندازه‌گیری شده برای فشار منفذی در ترازهای پایین‌تر مطابقت بیشتری دارند ولی در ترازهای بالاتر مقادیر اندازه‌گیری شده بیشتر از مقادیر محاسباتی است. حین ساخت سدهای خاکی به دلیل ازدیاد سربارهای ناشی از افزایش ضخامت خاکریزی تغییرمکان‌هایی در بدنه و پی سد اتفاق می‌افتد که نرخ افزایش آنها وابسته به نفوذپذیری مصالح می‌باشد. از طرفی سرعت بالای خاکریزی یکی از عوامل افزایش فشار آب منفذی داخل هسته به شمار می‌رود. در مکانیک خاک تغییرشکل حجمی خاک ناشی از تغییر تنش‌موثر با عبارت تحکیم بیان می‌شود و سرعت تحکیم در خاک اشباع با سرعت خروج آب از خاک تعیین می‌شود؛ بنابراین فرایند تغییرشکل و جریان‌حفره‌ای در محیط‌های خاکی با هم در تعامل‌اند. مسئله تحکیم در مسائل ژئوتکنیکی همچون پی‌ها، تونل‌ها و سدهای خاکی بسیار حائز اهمیت است و از اینرو تحلیل المان محدود همبسته در مسائل ژئوتکنیکی بسیار مورد توجه بوده است. پدیده تحکیم اولین بار توسط ترزاقی درسال ۱۹۲٤ برای تحلیل یک‌بعدی محیط‌های متخلخل مطرح گردید و به طور وسیع در محاسبه نشست خاک به کار رفت [21]. بعدها بیوت [22] با توسعه تئوری ترزاقی به سه بعد، برای اولین بار فرمول‌بندی تحکیم کوپل(همبسته) و حل تحلیلی آن را بر اساس رابطه خطی تنش-کرنش اسکلت خاک و رابطه خطی دارسی برای جریان حفره‌ای در مسائل شبه استاتیک(quasi-static) ارائه داد و مدتی بعد معادلات را به حالت دینامیکی نیز توسعه داد. در ادامه کار او زینکویچ ساده‌سازی‌هایی در معادلات انجام داده و بیشتر به جزئیات معادلات پرداخته است [23-25]. در چند دهه اخیر نیز تحقیقات فراوانی در زمینه حل عددی معادلات همبسته در محیط‌های متخلخل صورت گرفته و این معادلات به طور گسترده‌ای در تحلیل دینامیکی سدهای خاکی به کار گرفته شده‌اند [26]. در بررسی حاضر با استفاده از فرم شبه استاتیکی و دینامیکی معادلات همبسته بیوت ساخت مرحله‌ای بدنه سد خاکی درونگر در ده لایه مدل می‌شود و مقادیر اضافه فشار منفذی و نشست‌های محاسبه شده با داده‌های ابزاردقیق مقایسه می‌شوند و از نتایج حاصل مقدار مناسب نسبت ضریب نفوذپذیری افقی به نفوذپذیری قائم، جهت انطباق بهتر نتایج با داده‌های ابزاردقیق تعیین می شود.

معادلات حاکم

معادلات حاکم بر رفتار محیط متخلخل اشباع که دارای تنها یک سیال حفره‌ای هستند بر اساس تعادل کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای، معادله تعادل سیال حفره‌ای تحت عنوان معادله عمومی دارسی، معادله تعادل جرم سیال و مفهوم تنش موثر به صورت زیر بیان می‌شود [23,24].

$$\sigma_{ij,j} + \rho\ddot{u}_i + \underline{\rho_f\left[\dot{v}_i + v_j v_{I,j}\right]} - \rho b_i = 0 \qquad (۱)$$

$$p_{,i} + V_i^D + \rho_f\ddot{u}_i + \underline{\frac{\rho_f[v_i + v_j v_{I,j}]}{n}} - b_i = 0 \qquad (۲)$$

$$-v_{i,i} + \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{n\dot{p}}{K_f} + \frac{(1-n)\dot{p}}{K_s} - \frac{K_{av}}{K_s}\left(\dot{\varepsilon}_{i,i} + \frac{\dot{p}}{K_s}\right)\rho + \underline{\frac{n\dot{\rho}_f}{\rho_s}} + \dot{\theta} = 0 \qquad (۳)$$

اندیس‌های i و j برابر ۱تا ۳ می باشند و نشان دهنده جهت‌ها(x_1وx_2وx_3) در سیستم مختصات کارتزین می‌باشند. σ_{ij} تانسور تنش کل در نقطه (x_1وx_2وx_3) و علامت ",j" نشان دهنده مشتق ضمنی نسبت به جهت x_j می باشد($\frac{\partial}{\partial x_j}$). در واقع در حالت کلی معادله (۱) شامل سه معادله مستقل است (تعادل نیروها در جهات x_1وx_2وx_3)، که در حالت کرنش مسطح تبدیل به دو معادله می‌شود. در معادله تعادل کلی، چگالی کل ترکیب(ρ) به صورت زیر محاسبه می

شود:

$$\rho = n\rho_v + (1-n)\rho_s \approx n\rho_w + (1-n)\rho_s \qquad (٤)$$

که n نسبت تخلخل، ρ_w چگالی آب و ρ_s چگالی دانه‌های خاک می باشد. در روابط (۱)و(۲)، b_i نیروی حجمی وارد بر واحد جرم است. در معادله دوم V_i^D نشان دهنده نیروی درگ ویسکوز می باشد که از قانون تراوش دارسی به صورت $v_i = k_{ij}V_i^D$ بدست می‌آید. در این رابطه k_{ij} نفوذپذیری دینامیکی مصالح غیر ایزوتروپیک و v_i سرعت سیال است که در حالت ایزوتروپیک بودن مصالح، نفوذپذیری محیط متخلخل در کلیه جهات یکسان بوده و نفوذپذیری دینامیکی برابر k می شود. از طرفی V_i^D معادل $h_{,i}$، گرادیان هد کل در جهت i می باشد که h، هد آب حفره‌ای کل، برابر انرژی پتانسیل سیال حفره‌ای است و از رابطه زیر بدست می آید.

$$h = (x_2 - x_{2DATUM}) + \frac{p_w}{\gamma_w} \qquad (٥)$$

x_2 جهتی است که جاذبه اثر می‌کند و x_{2DATUM} نشان دهنده سطحی است که هد کل نسبت به آن اندازه گیری می شود (با صرفنظر از اثر گرانش). عباراتی که در معادلات تعادل مومنتوم کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای (معادله(۱)) و تعادل مومنتوم سیال (معادله (۲))، زیرشان خط کشیده شده است اثر شتاب نسبی سیال نسبت به ذرات جامد و عبارت جابه‌جایی این شتاب می‌باشند. در معادله تعادل جرم سیال یا پیوستگی (معادله (۳))، دو عبارت آخر به ترتیب مربوط به تغییر چگالی و تغییرات دمایی جرم سیال می‌باشند که در حالت کلی می‌توان از آن‌ها صرفنظر کرد [25]. در این معادله K_s مدول بالک ذرات جامد و K_f مدول بالک دانه‌های خاک می‌باشد. با در نظر گرفتن C_f به عنوان تراکم پذیری سیال که با $C_f = \frac{1}{K_f}$ و C_s تراکم‌پذری ذرات جامد که با $C_s = \frac{1}{K_s}$ تعریف می شوند، تراکم‌پذیری ترکیبی فازهای سیال و جامد می تواند به صورت زیر تعریف شود.

$$C = nC_f + (\alpha - n)C_s \cong nC_f + (1-n)C_s \qquad (٦)$$

که α ضریب تصحیح فشار سیال حفره‌ای موثر بر ذرات جامد می‌باشد و برای مصالح ایزوتروپیک به صورت $\alpha = 1 - \frac{K_{av}}{K_s}$ تعریف می شود. برای اغلب خاک ها $\alpha = 1$ در نظر گرفته می شود. در این رابطه K_{av} نشان دهنده مدول بالک متوسط نمونه خاک می‌باشد. با جایگذاری C و α در معادله (۳) و حذف جملات قابل چشم‌پوشی معادله فوق به صورت زیر ساده می‌شود:

$$-v_{i,i} + \alpha\dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{C} = 0 \qquad (٧)$$

معادلات (۱)، (۲) و (۷) نشان‌دهنده رفتار محیط متخلخل با در نظر گرفتن اندرکنش اسکلت جامد با سیال حفره‌ای در دو شرایط استاتیکی و دینامیکی می‌باشند. در این معادلات فشار سیال حفره‌ای P، سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد v_i و جابجایی اسکلت جامد u_i متغیرهای مجهول می‌باشند. در صورتی که در مسائل دینامیکی، فرکانس مولفه‌های شتاب تحریک پایه پایین باشد، همانند ارتعاشات زلزله، در معادلات (۱) و (۲) عباراتی که زیرشان خط کشیده شده است(عبارات مربوط به شتاب سیال) قابل صرفنظر کردن می باشند [25]. با حذف این عبارات متغیر v_i می‌تواند از معادلات حذف گردد. بنابراین معادله حاکم ساده‌سازی شده که شامل دو متغیر u_i و p می‌باشد به صورت زیر در می‌آید:

$$\sigma_{ij,j} + \rho\ddot{u}_i - \rho b_i = 0 \qquad (٨)$$

در مصالح الاستیک رابطه تنش-کرنش با قانون رفتاری هوک، $\sigma = D\varepsilon$ بیان می‌گردد. از طرفی با فرض تغییرمکان‌های کوچک، کرنش با استفاده از رابطه $\varepsilon = Bu$ با تغییرمکان‌های گرهی مرتبط می‌گردد، بطوریکه B ماتریس کرنش-تغییرمکان می‌باشد. با جایگذاری این روابط تنها مجهولات معادله، تغییرمکان‌ها و فشارحفره‌ای می‌باشند. همچنین با ترکیب معادلات (۲) و(۷) و حذف جملات قابل چشم‌پوشی، دومین معادله حاکم به صورت زیرخواهد بود:

$$[K_{ij}(p_{,j} + \rho_f\ddot{u}_j - \rho_f b_j)]_{,i} + \alpha\dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{C} = 0 \qquad (٩)$$

معادلات (۸) و(۹) در کنار هم، فرمول بندی u-p

یا به عبارتی معادلات همبسته بیوت را تشکیل می دهند که باید به صورت همزمان حل شوند. برای حل این معادلات نیاز به تعیین شرایط اولیه (IC) و شرایط مرزی (BC) است. برای تعادل مومنتوم کل محیط بر روی بخشی از مرز Γ_t، تنش کل t، مشخص می شود در حالی که برای Γ_u، جابجایی u، داده می شود. برای فاز سیال نیز مقدار p بر روی Γ_p، مشخص می‌شود [25,27].

حل عددی معادلات

برای حل عددی معادلات از روش المان محدود استفاده می‌کنیم. اولین گام در حل عددی، گسسته‌سازی مکانی و زمانی معادلات است. برای گسسته‌سازی مکانی معادلات از روش باقیمانده‌های وزن‌دار، روش گالرکین استفاده می‌شود. گسسته‌سازی مکانی شامل جایگزینی متغیرهای معادلات حاکم یعنی u و p با توابع تقریب مناسب می باشد.

$$u = \sum N_i^u u_i = N^u \bar{u} \quad \text{و} \quad p = \sum N_i^p p_i = N^p \bar{p} \qquad (۱۰)$$

که $\bar{u}$ و $\bar{p}$ مقادیر گرهی این متغیرها می باشند. N^u و N^p نیز به ترتیب توابع شکل مناسب برای جابجایی و فشارحفره‌ای هستند. به دلیل وجود مشتق مرتبه دوم جابجایی و مشتق مرتبه اول فشار در معادلات حاکم، به ترتیب نیاز به پیوستگی مرتبه اول و مرتبه صفر توابع شکل مربوطه می‌باشد. در این بررسی از توابع شکل مرتبه دوم برای جابجایی و مرتبه اول برای فشار استفاده می‌شود.

$$\bar{u} = [u_1\ v_1\ \ u_2\ v_2\ , \dots , u_n\ v_n]^T$$

$$\bar{p} = [p_1\ \ p_2\ \ , \dots , p_n]^T$$

$$N^u = \begin{bmatrix} N_1^u & 0 & \dots N_n^u & 0 \\ 0 & N_1^u & \dots .\ 0 & N_n^u \end{bmatrix}$$

$$N^p = \left[N_1^p, N_2^p, \dots , N_n^p\right] \qquad (۱۱)$$

با جایگذاری روابط (۷) و (۸) در معادلات تعادل و پیوستگی، شکل گسسته شده معادلات به صورت زیر خواهد بود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [k_m]\{\bar{u}\} - [Q]\{\bar{p}\} = \left\{f^{(1)}\right\} \qquad (۱۲)$$

$$[Q]^T\{\dot{u}\} + [k_c]\{\bar{p}\} + [S]\{\dot{\bar{p}}\} = \left\{f^{(2)}\right\} \qquad (۱۳)$$

که $[M]$، ماتریس جرم برابر $[M] = \int (N^u)^T \rho N^u \, d\Omega$

$[k_m]$، ماتریس سختی $[k_m] = \int [B]^T[D][B] d\Omega$

$[Q]$ ، ماتریس کوپل (اندرکنش) $[Q] = \int [B]^T[N^p] d\Omega$

$[k_c]$، ماتریس انتقالی $[k_c] = \int \left[B_p\right]^T [\kappa] \left[B_p\right] d\Omega$

$[S]$، ماتریس‌تراکم‌پذیری $[S] = \int N^p (\frac{1}{k_f} + \frac{1-n}{k_s}) N^p d\Omega$

و $f^{(1)}$ و $f^{(2)}$ بردارهای نیرو می‌باشند که به صورت زیر محاسبه می‌شوند.

$$f^{(1)} = \int (N^u)^T \rho b \, d\Omega + \int_\Gamma (N^u)^T \bar{t} \, d\Gamma$$

$$f^{(2)} = -\int (N^p)^T \nabla^T \left(k S_w \rho_f b\right) d\Omega + \int_\Gamma (N^p)^T \bar{q} \, d\Gamma$$

اما به منظور تکمیل حل عددی نیاز به انتگرال‌گیری زمانی معادلات (۱۲) و(۱۳) می‌باشد. که در تحقیق حاضر از روش نیومارک عمومی GN22 برای گسسته زمانی پارامتر جابجایی و روش GN11 برای پارامتر فشار استفاده می‌شود [28]. در این روش فرض می شود متغیرها در زمان t^n معلوم‌اند و باید در زمان $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ محاسبه شوند.

$$\ddot{u}_{n+1} = \ddot{u}_n + \Delta\ddot{u}_n$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + \ddot{u}_n \Delta t + \beta_1 \Delta\ddot{u}_n \Delta t$$

$$\bar{U}_{n+1} = \bar{u}_n + \dot{u}_n \Delta t + \tfrac{1}{2}\ddot{u}_n \Delta t^2 + \tfrac{1}{2}\beta_2 \Delta\ddot{u}_n \Delta t^2 \qquad (۱٤)$$

$$\dot{\bar{p}}_{n+1} = \dot{\bar{p}}_n + \Delta\dot{\bar{p}}_n$$

$$p_{n+1} = p_n + \dot{\bar{p}}_n \Delta t + \beta \Delta\dot{\bar{p}}_n \Delta t \qquad (۱۵)$$

با اعمال روش نموی(incremental) تنها مجهولات این معادلات $\Delta\ddot{u}_n$ و $\Delta\dot{\bar{p}}_n$ خواهند بود. پس از گسسته سازی زمانی، معادلات به صورت زیر در می‌آیند:

$$M\Delta\ddot{u}_n + P(\bar{u}^{n+1}) - Q^{n+1}\overline{\beta_1}\Delta t\, \Delta\dot{\bar{p}}_n - f_1^{n+1} = 0$$

$$(Q^T)^{n+1}\beta_1 \Delta t \Delta\ddot{u}_n + H^{n+1}\overline{\beta_1}\Delta t \Delta\dot{\bar{p}}_n + G\dot{\bar{p}}_n - f_2^{n+1} \quad = 0 \qquad (۱٦)$$

پارامترهای β_1 و $\overline{\beta_1}$ در محدوده ۰ تا ۱ قرار دارند و برای پایداری بی‌قید و شرط روش حل باید $\beta_1 \geq 0.5$، و $\overline{\beta_1} \geq 0.5$ باشند [29]. در نهایت شکل ماتریسی معادلات کوپله خطی به صورت زیر حاصل می شود.

$$\begin{bmatrix} [M]_{n+1}+\frac{1}{2}\beta_2\Delta t^2[k]_{n+1} & -\Delta t\overline{\beta_1}[Q]_{n+1} \\ \beta_1\Delta t[Q]^T{}_{n+1} & S+\Delta t\overline{\beta_1}[H]_{n+1} \end{bmatrix}$$

$$*\begin{Bmatrix}\{\Delta\ddot{u}_n\} \\ \{\Delta\dot{\bar{p}}_n\}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}F^1 \\ F^2\end{Bmatrix} \qquad (۱۷)$$

بطوریکه

$$F^1=\{f^1\}_{n+1}-\{f^1\}_n+[Q]_{n+1}\{\dot{\bar{p}}_n\}\Delta t- [k]_{n+1}(\{\dot{\bar{u}}_n\}\Delta t+\frac{1}{2}\{\ddot{\bar{u}}_n\}\Delta t^2$$

$$F^2=\{f^2\}_{n+1}-\{f^2\}_n-[H]\{\dot{\bar{p}}_n\}\Delta t- [Q]_{n+1}\{\ddot{\bar{u}}_n\}\Delta t$$

که Δt طول گام زمانی است. دستگاه معادلات غیرخطی (۱۷) می تواند با استفاده از یک روش مناسب همچون روش تکرار نیوتون حل گردد. البته قابل ذکر است با فرض رفتار خطی خاک برای خاک در یک تکرار جواب حاصل می‌شود. با حذف عبارات مربوط به شتاب (نیروهای اینرسی) از معادلات (۱۲) و (۱۳)، همچنین صرفنظر کردن از تراکم پذیری سیال و ذرات جامد، فرم شبه‌استاتیکی معادلات به دست می‌آید که اغلب در مسائل مربوط به تحکیم و محاسبه نشست کاربرد دارد.

$$[k_m]\{\bar{u}\}-[Q]\{\bar{p}\}=\{f_1\} \qquad (۱۸)$$

$$[Q]^T\left\{\frac{d\bar{u}}{dt}\right\}+[k_c]\{\bar{p}\}=\{f_2\} \qquad (۱۹)$$

در این حالت f_1 وزن لایه خاکریز افزوده شده در هر مرحله و $f_2=0$ است. بعد از گسسته‌سازی و نوشتن معادلات به فرم نموی، شکل ماتریسی معادلات شبه استاتیکی به صورت معادله (۲۰) خواهد بود [30].

$$\begin{bmatrix} [k]_{n+1} & [Q]_{n+1} \\ [Q]^T{}_{n+1} & -\Delta t\theta[k_c]_{n+1} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\Delta u\} \\ \{\Delta p\}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\{f\}_{n+1}-\{f\}_n \\ \Delta t[k_c]\{p\}_t\end{Bmatrix} \qquad (۲۰)$$

لازم به ذکر است برای حفظ حالت تقارن ماتریس ضرایب، خط دوم معادلات در یک منفی ضرب شده است. $\{\Delta u\}$ بردار افزایش تغییرمکان گرهی و $\{\Delta p\}$ اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده است. خط اول معادله (۲۰) تغییر در نیروهای داخلی (نیروهای ناشی از تنش موثر و فشار آب حفره ای) را به تغییر در نیروهای خارجی در گام افزایش زمان Δt، مربوط می‌کند. ماتریس سختی $[k_m]$ مرتبط کننده جابجایی‌های گرهی به نیروهای گرهی است و با استفاده از رابطه تنش-کرنش اسکلت خاک حاصل می‌شود، بنابراین $[k_m]\{\Delta u\}$ بیانگر نیروهای ناشی از تغییر تنش موثر می‌باشد. ترانهاده ماتریس اندرکنش، $[Q]$ مرتبط کننده فشارحفره‌ای در گرهها به نیروهای گرهی است و اختلاف $\{p\}_{t+\Delta t}$ و $\{p\}_t$ برابر تغییر فشار آب حفره‌ای در مدت زمان Δt است. بنابراین اختلاف $[Q]^T\{p\}_{t+\Delta t}$ و $[Q]^T\{p\}_t$ نشان دهنده نیروی ناشی از تغییر فشار آب حفره ای است. خط دوم معادله (۲۰) بیانگر معادله تراوش است. لازم به ذکر است برای گسسته‌سازی معادله تراوش گذرا در حوزه زمان از تفاضل محدود استفاده شده است. اگر متغیر دورنیابی θ برابر یک باشد، روش پیشرو زمانی کاملا ضمنی بوده و بی قید و شرط پایدار است [31]. البته ما با در نظر گرفتن $\theta = 0.5$ معادلات را به صورت ضمنی حل خواهیم کرد. در مقاله حاضر برنامه‌ای براساس روش المان محدود در محیط فرترن توسط نگارنده توسعه داده شده است تا در طی مراحل ساخت بدنه سد، با حل معادلات حاکم و محاسبه مقدار افزایش تغییرمکان‌ها و اضافه فشار آب حفره‌ای، تغییرمکان‌ها و اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در بدنه سدخاکی و پی آن را در هر گام زمانی محاسبه کند. بدین منظور ابتدا بوسیله سابروتینی داخل برنامه، بدنه و پی سد مانند شکل (۲) مش‌بندی شده و پس از اعمال شرایط مرزی و با استفاده از المان‌های چهار گرهی برای فشار و۸ گرهی برای تغییر مکان، ماتریس ضرایب و نیروها تشکیل شده و دستگاه معادلات ماتریسی حل می‌شود. خروجی برنامه شامل تغییرمکان‌ها و اضافه فشار منفذی ایجاد شده در هر گام زمانی است.

مشخصات سد مورد بررسی

سد درونگر، سد خاکی با هسته رسی قائم می‌باشد که در ۳۵ کیلومتری شهرستان درگز واقع در خراسان رضوی احداث شده است. ارتفاع سد از پی ۵۵ متر و از بستر ۴۰ متر می باشد[۳۲]. طول تاج سد ۴۲۸ متر بوده و نسبت طول به ارتفاع سد ۱۰/۷ است.

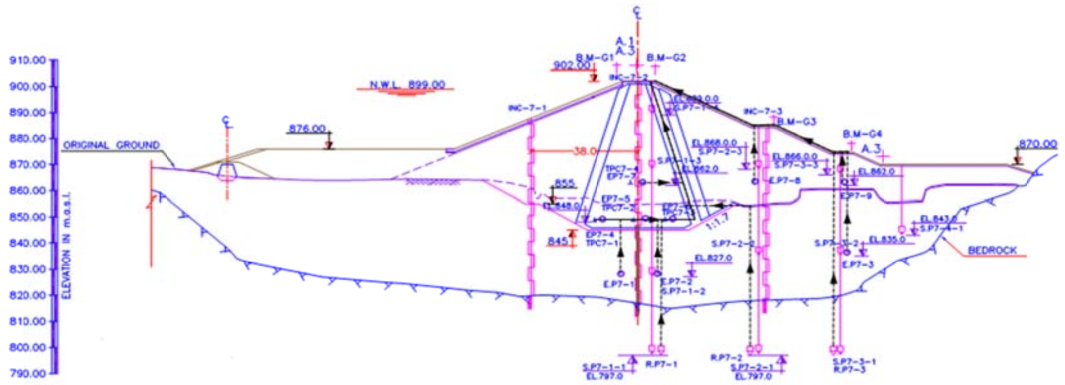
تراز تاج سد ۹۰۲متر و تراز نرمال آب ۸۹۹ متر می‌باشد. خصوصیات و ویژگی‌های مصالح بدنه سد و پی آن در جدول (۱) ارائه شده است [۳۳و۳٤]. مقطع۷a به عنوان بلندترین مقطع شامل ابزار دقیق برای تحلیل‌ها انتخاب شده است. شکل (۱) نشان دهنده ناحیه‌بندی پی و بدنه مقطع ۷a به همراه محل ابزاردقیق نصب شده در آن می‌باشد. در این مقطع سه دستگاه پیزومتر الکتریکی در پی (RP)، سه دستگاه پیزومتر الکتریکی در خاکریز (EP) و هفت دستگاه پیزومتر لوله ایستاده (SP) نصب شده بود که متاسفانه پیزومترهای لوله ایستاده دچار نقص فنی شده و از کار افتاده بودند.

فرضیات محاسبه و پارامترهای تحلیل

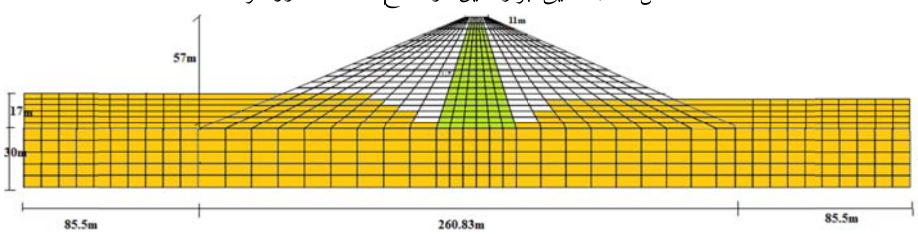
به علت طویل بودن تاج سد، محاسبات بر اساس حالت کرنش صفحه‌ای برای مرتفع‌ترین مقطع سد انجام شده و برای ساده سازی محاسبات، از تاثیرات سه بعدی بودن جسم سد صرفنظر شده است. مشاهدات علمی نشان داده‌اند که تحلیل دوبعدی تقریب بسیار خوبی از واقعیت می‌باشد. تنها در مورد سدهایی که در دره های تنگ با احتمال پدیده قوس‌شدگی ساخته می‌شوند، توصیه به استفاده از تحلیل سه بعدی اجزای محدود می‌گردد [35].

جدول ۱ مشخصات مصالح سد درونگر [22]

نوع مصالح	هسته رسی	پوسته شن و ماسه‌ای	پی آبرفتی
شرایط زهکشی	زهکشی نشده	زهکشی شده	زهکشی شده
مدول الاستیسیته(Kpa)	۲۲۳۰۰	٤۰۰۰۰	۱۷۰۰۰
ضریب پواسون	۰/۲۵	۰/۲	۰/۳
نفوذپذیری قائم(m/s)	10^{-9}	10^{-6}	10^{-9}
نفوذپذیری افقی(m/s)	10^{-9}	10^{-6}	10^{-9}
مدول بالک ذرات جامد خاک(pa)	۲.۱e9	۲.۱e9	۲.۱e9
مدول بالک سیال(pa)	۱.۰e20	۱.۰e20	۱.۰e20
چگالی ذرات جامد (Kg/m3)	۲۰۰۰	۲۱۰۰	۱۹۰۰
چگالی سیال (Kg/m3)	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰



شکل ۱ جانمایی ابزار دقیق در مقطع ۷-a سد درونگر



شکل ۲ مش بندی به کار رفته برای سد وپی زیر آن

مطالعات انجام شده بر روی سدهای خاکی نشان داده است که با توجه به نسبت L/H (طول سد به ارتفاع آن)، باید درباره ۲بعدی یا ۳بعدی مدل نمودن سد تصمیم‌گیری نمود. نتایج تحقیقات در این زمینه حاکی از آن است که اگر نسبت طول به ارتفاع در سدهای خاکی بیشتر از ٤ یا ٥ باشد، می توان با تقریب خوبی سد را به صورت ۲ بعدی مدل نمود [36]. این کار باعث کاهش هزینه‌ها و افزایش سرعت عملیات می‌گردد. در سد مورد بررسی ما نیز همانطور که گفته شد نسبت طول به عرض ۱۰/۷ می باشد لذا می توان از مدل دوبعدی بهره برد. به طور کلی در تحلیل و طراحی سدهای خاکی، فرض مدلسازی کل سازه در یک مرحله، غیر واقعی می‌باشد، به همین منظور باید از قابلیت ساخت مرحله‌ای بهره جست [۱۸]. تحقیقات نشان می‌دهد که مدل‌سازی در ۸ الی ۱۰ لایه می‌توانند به طور قابل قبولی جواب‌های منطقی و منطبق بر واقعیت ارائه دهد [37]. در این بررسی ساخت سد در ۱۰ مرحله با بازه‌های زمانی مختلف و در مدت زمان کل ۲۸ ماه مدل شده است (جدول(۲)). برای این منظور مدل با شبکه ثابت در نظر گرفته شده به این صورت که وزن هر لایه قبل از ساخت صفر فرض شده و پس از ساخت، وزن واقعی لایه اعمال شده است. آبگیری مخزن نیز ۱۰ ماه پس از پایان ساخت بدنه صورت گرفته است، برای آبگیری بحرانی‌ترین حالت در نظر گرفته شده و سطح آب طی دو مرحله تا تراز ۸۸٤.۷٤ بالا برده شده است. بدنه اصلی سد در مدل، شامل هسته و پوسته می‌باشد. برای مصالح متشکله بدنه و پی سد تحت تنش موثر، رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است در مورد مشخصات مصالح، براساس محدوده نتایج آزمایشگاهی، نامناسب‌ترین ترکیب از دیدگاه ایجاد فشارهای منفذی در پی و بدنه در نظر گرفته شده است.

شرایط مرزی

به دلیل واقع شدن بخش تحتانی پی بر روی بستر سنگی، تغییرمکان های افقی و قائم مربوطه مقید شده‌اند. در دیواره‌های قائم پی تغییرمکان‌های افقی مقید شده‌اند ولی تغییرمکان‌های قائم آزادند. اضافه فشار آب حفره‌ای در دیواره‌های پوسته صفر منظور گردیده است. همچنین همزمان با آبگیری نیروی هیدرواستاتیکی فشار آب بر شیب بالادست و سطح افقی پی زیر مخزن وارد می‌گردد. نیروی دیگری که حین آبگیری بر نواحی زیر سطح آزاد آب وارد می‌گردد نیروی شناوری می‌باشد. سطح آب قبل از آبگیری در تراز ۸٦۹ قرار داشت و پس از آبگیری تراز آب در بالادست به ۸۸٤.۷٤ رسیده بود.

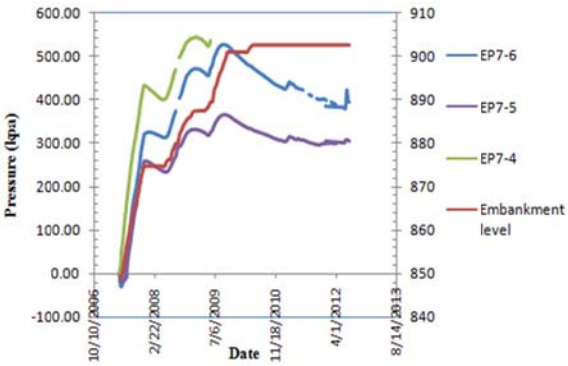
جدول ۲ مراحل ساخت بدنه سد

بازه زمانی ساخت (روز بعد از شروع ساخت)	تراز نهایی (m)	تراز اولیه (m)	شماره لایه
1-66	851	845	1
66-96	857	851	2
96-138	863	857	3
138-195	869	863	4
195-237	875	869	5
399-522	881	875	6
522-657	887	881	7
732-810	893	887	8
810-870	899	893	9
1050-1080	902	899	10
1400			شروع آبگیری

تحلیل نتایج وبحث

با توجه به هدف اصلی پژوهش که مطالعه توسعه و میرایی فشار آب منفذی در هسته می‌باشد و به دلیل وابستگی آن به تغییرمکان‌های ایجاد شده، در این بخش نتایج مربوط به اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییرمکان‌های بدست آمده از مدل‌های شبه‌استاتیکی (روش معمول در حل مسائل تحکیم و محاسبه نشست) و دینامیکی، همراه با داده‌های ثبت شده بوسیله ابزار دقیق ارائه شده‌اند. در مقطع ۷a از سد مورد بررسی، شش پیزومتر الکتریکی (EP) در بدنه نصب شده است که شامل چهار پیزومتر در هسته و ۲ پیزومتر در پوسته می-

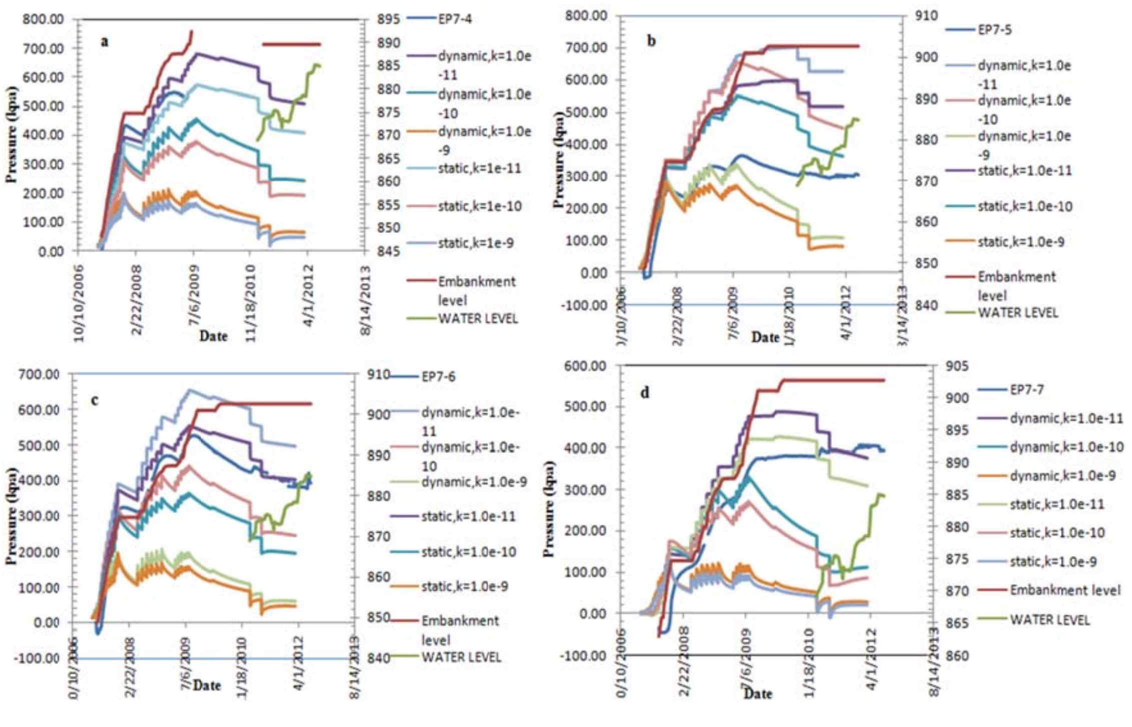
باشد. از پیزومترهای واقع در هسته نیز سه پیزومتر در تراز ۸٤۸ متر و دیگری در تراز ۸٦۲ متر نصب شده‌اند. پیزومتر تراز ۸٦۲ (EP7-7) در مرکز هسته واقع شده است و در تراز ۸٤۸ متر یکی از پیزومترها در مرکز هسته (EP7-5) و دو مورد دیگر به طور متقارن در فاصله حدود ۱۲ متری از محور قائم مرکزی هسته قرار گرفته‌اند (EP7-4 در بالادست هسته، EP7-6 در پایین دست هسته). که به دلیل طولانی‌تر بودن فاصله زهکشی در مرکز هسته نسبت به کناره‌ها انتظار می‌رفت مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای در این بخش بیشتر از بقیه نقاط هم‌ترازش باشد ولی همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود بر خلاف آنچه که انتظار می‌رفت نمودار فشار آب منفذی مربوط به پیزومتر میانی پایین‌تر از دو پیزومتر کناری می‌باشد و ممکن است قرائت اولیه این پیزومتر اشتباه بوده باشد چون در ادامه مشاهده می‌شود روند موجود مطابق با روند نتایج حاصل از مدل المان محدود می‌باشد.



شکل ۳ نتایج حاصل از ابزار دقیق واقع در تراز ۸٤۸ متر، داخل هسته

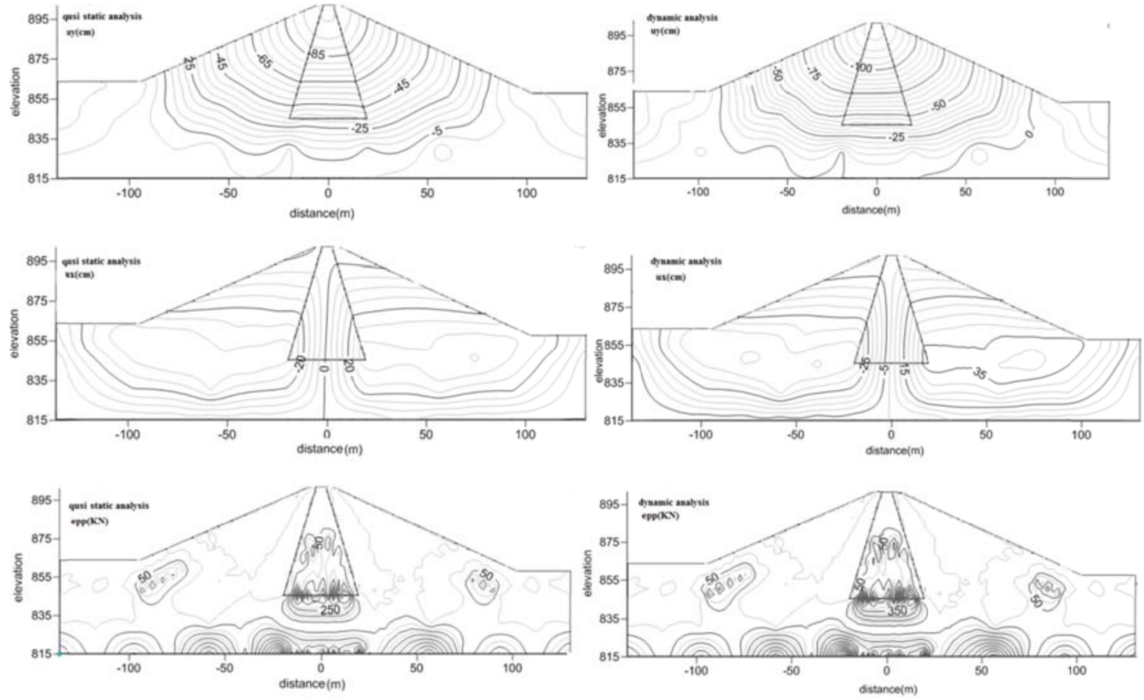
نتایج حاصل از مدل المان محدود می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی با مقادیر مختلف نفوذپذیری در شکل ٤ نشان داده شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود در هردو تراز مورد بررسی با کاهش نفوذپذیری مصالح، مقدار فشار منفذی ایجاد شده در هسته افزایش یافته و به مقادیر مشاهداتی ابزار دقیق نزدیک‌تر می‌شود به طوری که در نفوذپذیری 10^{-11} نتایج مطابقت خوبی با داده‌های ابزار دقیق دارند. همانطور که ملاحظه می‌شود در تمامی حالات نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی بیشتر از تحلیل استاتیکی بوده و اختلاف موجود بین نتایج این دو نوع تحلیل با کاهش نفوذپذیری افزایش می‌یابد. علت را اینطور می‌توان بیان کرد که در حالت شبه‌استاتیکی از تاثیر شتاب ناشی از سرعت بارگذاری صرفنظر می‌شود در حالی که در ساخت لایه‌ای بدنه فرض بر این است که کل وزن لایه در ابتدای بازه زمانی مربوط به ساخت آن لایه اعمال شده و در باقی بازه زمانی زهکشی صورت می‌گیرد و همین امر موجب ایجاد شتاب شده و نتایج را تحت تاثیر قرار خواهد داد. مطابق آنچه که در شکل (٤) مشاهده می‌شود برای هر کدام از ترازها اختلاف بین نتایج دو نوع تحلیل در زمان‌های اولیه ناچیز بوده و با گذشت زمان یعنی افزایش ضخامت خاکریزی بیشتر می‌شود و پس از اتمام ساخت بدنه به دلیل زهکشی، اندکی کاهش یافته و در ادامه ثابت می‌ماند. علت آن را این طور می‌توان توجیه کرد که وقتی ضخامت خاکریزی کم است مسافت زهکشی قائم در تراز مورد بررسی کم بوده و علاوه بر زهکشی افقی، زهکشی قائم نیز اتفاق می‌افتد ولی با افزایش ضخامت لایه‌ها امکان زهکشی قائم برای لایه‌های زیرین کاهش یافته و اضافه فشار منفذی ایجاد شده تقریبا فقط از طریق زهکشی افقی صورت می‌گیرد. در شکل‌های (٥) و (٦) توزیع کنتوری نتایج حاصل از هر دو نوع تحلیل برای تغییرمکان‌ها و فشار حفره‌ای ایجاد شده پس از اتمام ساخت بدنه و بلافاصله پس از آبگیری نشان داده شده است همانطور که ملاحظه می‌شود الگوی توزیع تغییرمکان‌ها و فشار حفره‌ای در هر دو نوع تحلیل یکسان بوده وتنها تفاوتشان بیشتر بودن مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی نسبت به استاتیکی است. همچنین دیده می‌شود بیشترین مقدار فشار منفذی ایجاد شده در بدنه در محل اتصال هسته به پی می‌باشد که دارای بیشترین مسافت زهکشی است. در یک سوم بالایی هسته و در نزدیکی فیلترها به دلیل امکان زهکشی بیشتر، اضافه فشار منفذی ایجاد شده ناچیز است. همچنین به دلیل

نفوذپذیری بالای مصالح پوسته هیچگونه اضافه فشاری در آن مشاهده نمی‌شود. مقدار تغییرمکان‌های افقی که متاثر از شیب دیواره‌ها می‌باشند به دلیل شیب نسبتا مشابه شیروانی بالادست و پایین‌دست کاملا متقارن بوده و همزمان با آبگیری اندکی به سمت پایین دست متمایل می‌شوند. تغییرمکان های قائم نیز پس از آبگیری به دلیل نیروی شناوری وارد بر مصالح تقلیل می‌یابند. پس از آبگیری مقادیر اضافه فشار حفره‌ای نیز کاهش می‌یابد. به منظور بررسی زمانمند تغییرمکان‌ها و فشار آب حفره‌ای حاصل از هر دو نوع تحلیل و تاثیر نسبت نفوذپذیری افقی به قائم در نتایج، تاریخچه زمانی تغییرمکان‌های قائم و فشارحفره‌ای در دو تراز ۸٤۸ و ۸٦۲ متر برای نسبت‌های مختلف نفوذپذیری افقی به قائم به همراه نتایج ابزار دقیق به ترتیب در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود در مرکز هسته با افزایش تراز خاکریز تاثیر نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مشهودتر است. به طوریکه حساسیت نتایج به نسبت نفوذپذیری افقی به قائم در تراز ۸٦۲ بیشتر از تراز ۸٤۸ بوده است. علت را می‌توان کم شدن ضخامت هسته با افزایش تراز و در نتیجه کم‌تر شدن مسافت زهکشی افقی در ترازهای بالاتر دانست. همچنین نیز در یک تراز مشخص نیز به دلیل کاهش مسافت زهکشی، این تاثیر با پیشروی به سمت دیواره‌های هسته بیشتر می‌شود. به طوریکه در تراز ۸٤۸ تغییر نتایج در بالادست و پایین دست بیشتر از مرکز بوده است. لازم به ذکر است نتایجی که در آزمایشگاه برای نفوذپذیری خاک بدست می‌آید، به نفوذپذیری قائم خاک نسبت داده می شود و نفوذپذیری افقی بسته به شرایط موجود بین ۲ تا ۱۵ برابر این مقدار در نظر گرفته می‌شود [۱۸].

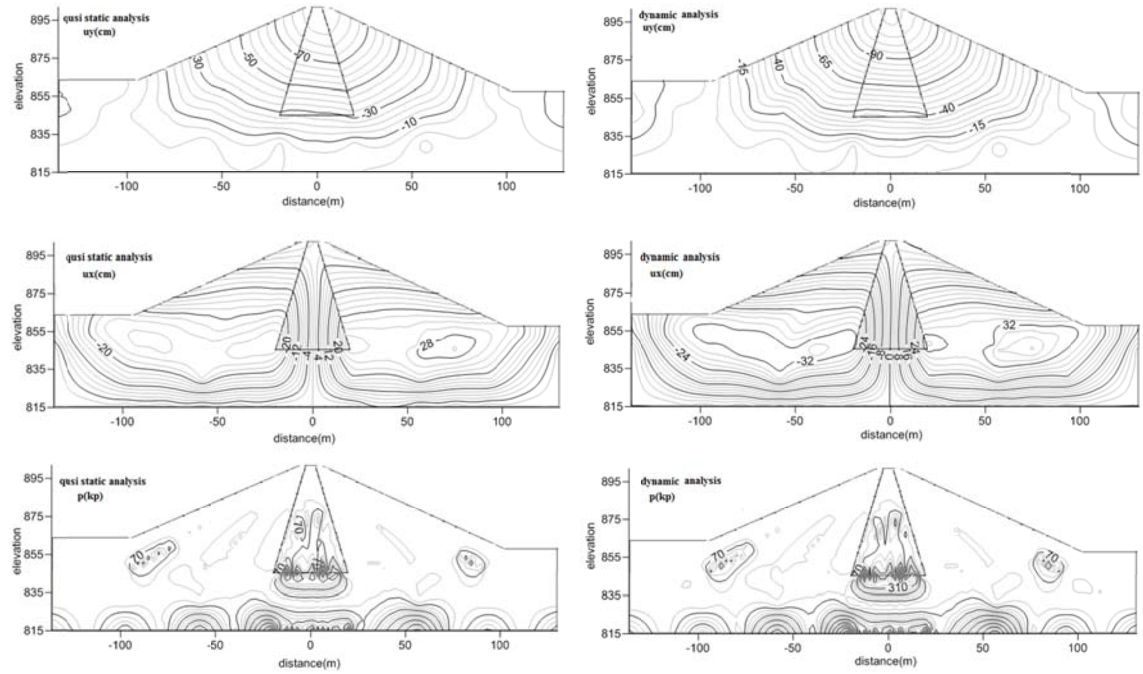


شکل ٤ مقایسه اضافه فشار آب حفره ای بدست آمده در دو حالت تحلیل شبه استاتیکی و دینامیکی با داده های ابزار دقیق

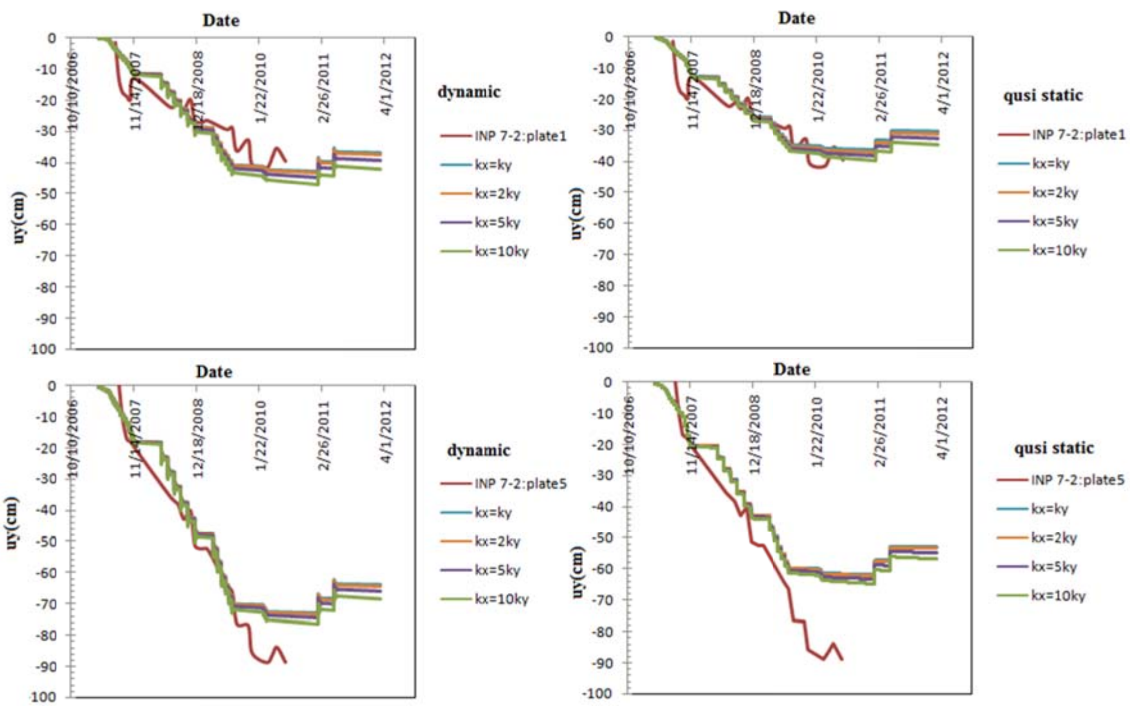
a. تراز ۸٤۸ متر(بالادست هسته)، b. تراز ۸٤۸ متر(مرکز هسته)، c. تراز ۸٤۸ متر(پایین‌دست هسته) d. تراز ۸٦۲ متر(مرکز هسته)



شکل ۵ نمودار توزیع کنتوری تغییرمکان‌ها و اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در مقطع عرضی سد در انتهای ساخت برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی(سمت چپ) و دینامیکی(سمت راست)



شکل ٦ نمودار توزیع کنتوری تغییرمکان‌ها و اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در مقطع عرضی سد بعد از آبگیری برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی(سمت چپ) و دینامیکی(سمت راست)



شکل ۷ نمودار نشست‌های بدست آمده از مدل المان محدود و داده های ابزار دقیق در ترازهای ۸۴۸ (plate1) و ۸۶۲ (plate5) متر برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت راست) و دینامیکی (سمت چپ)

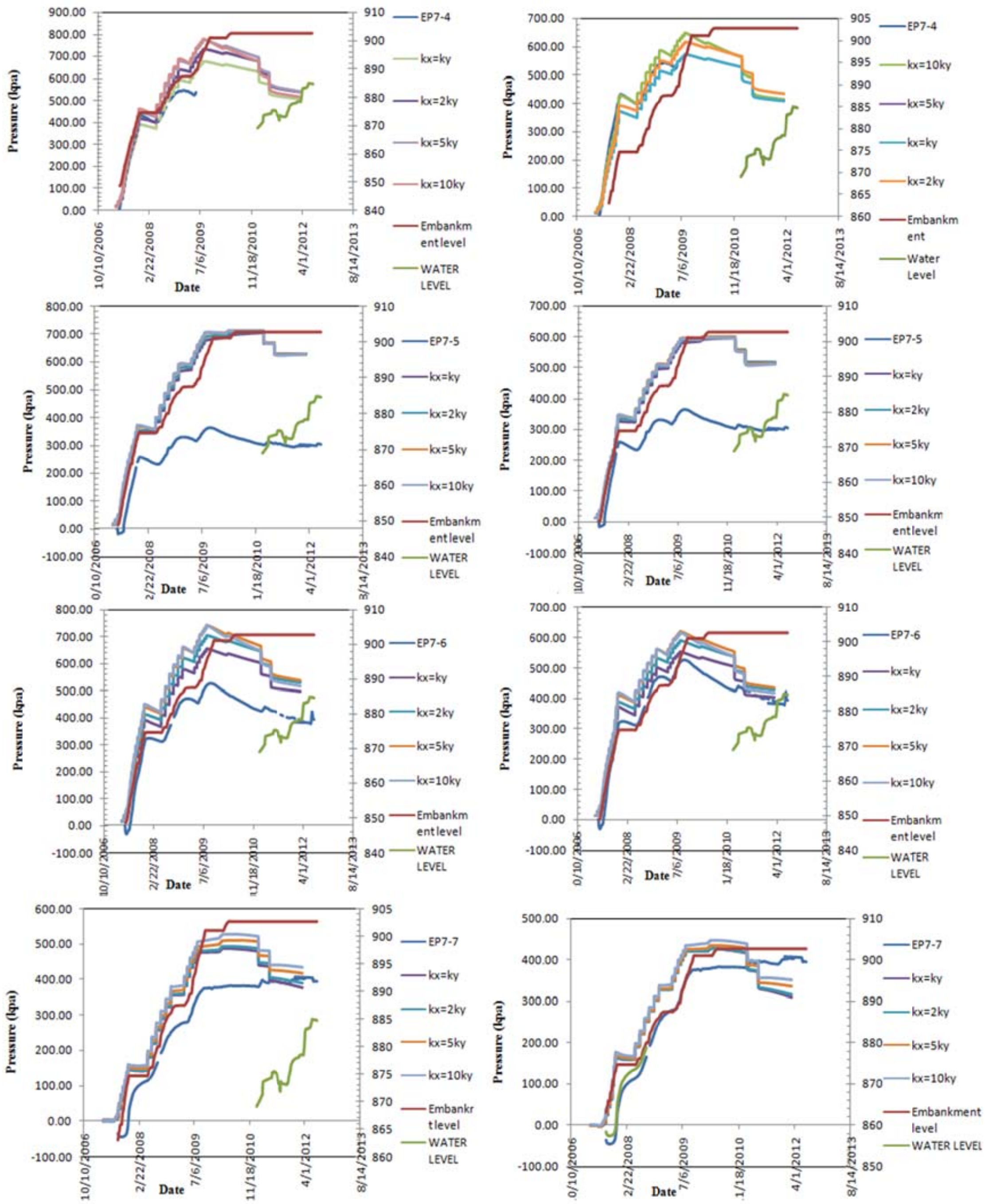
جدول ۳ درصد اختلاف نتایج تحلیل و داده‌های ابزار دقیق در دو مرحله پایان ساختمان و آبگیری

تاریخ	تراز ارتفاعی	862		848 (پایین دست)	
	نوع تحلیل	Uy(%)	p(%)	Uy(%)	p(%)
6/28/2010	static	53	14	15	13
	dynamic	81	30	32	35
5/26/2011	static		-14		-3
	dynamic		3		20

در اینجا نیز نفوذپذیری بدست آمده در آزمایشگاه به عنوان ورودی اولیه برای شروع تحلیل‌ها به کار رفت و در ادامه به منظور مطابقت بهتر نتایج حاصل از مدل با نتایج ابزار دقیق با توجه به نتایج حاصل از نسبت‌های مختلف نفوذپذیری قائم به افقی، نفوذپذیری افقی حدود ۲ برابر نفوذپذیری قائم خاک در نظر گرفته شد. لذا مقدار نهایی بدست آمده برای نفوذپذیری افقی و قائم مصالح هسته در تحلیل‌های برگشتی به ترتیب عبارت اند از:

$K_x = 2\times 10^{-11}$ (m/sec), $K_y= 1\times 10^{-11}$ (m/sec).

البته برای تراز ۸۴۸ در مرکز هسته تغییر نفوذپذیری افقی تاثیر چندانی بر نمودار نداشت ولی در تراز ۸۶۲ انتخاب $k_x=2k_y$، نتایج نسبتاً مطلوب‌تری نسبت به بقیه حالت‌ها داشت (شکل (۷) و (۸)). با استفاده از ضرایب نفوذپذیری فوق مقادیر فشارهای آب حفره‌ای اندازه‌گیری شده و محاسبه شده برای مدل المان محدود هماهنگی بسیار خوبی با هم داشتند، به طوریکه در زمان پایان ساخت مقادیر حداکثر فشار آب حفره‌ای حاصل از تحلیل شبه استاتیکی حدود ۱۳ تا ۱۴ درصد و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی حدود ۳۰ تا ۳۵ درصد بیشتر از داده‌های ابزار دقیق بودند (جدول۳).



شکل ۸ نمودار فشار آب حفره ای بدست آمده از مدل المان محدود و داده های ابزار دقیق در ترازهای ۸٤۸ و ۸٦۲ متر برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی(سمت راست) و دینامیکی(سمت چپ)

نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

هدف از این مطالعه، توسعه و حل معادلات Biot با استفاده از روش المان محدود جهت محاسبه فشار منفذی وتغییرمکان‌ها در هسته رسی سدهای خاکی می- باشد و نتایج حاصل حاکی از این است که:

۱. کلیه نمودارهای فشار آب منفذی و تغییرمکان روند افزایشی داشتند که با توجه به روند خاکریزی و افزایش سربار، منطقی می باشد.

۲. مقدار نفوذ پذیری افقی در تراز های بالاتر نتایج را بیشتر تحت تاثیر قرار می‌دهد. مقدار نهایی که در تحلیل‌های برگشتی برای نفوذپذیری افقی و قائم مصالح هسته بدست آمده به ترتیب عبارتند از:

$K_x= 2\times 10^{-11}$ (m/sec), $K_y= 1\times 10^{-11}$ (m/sec)

۳. میزان فشار آب حفره‌ای ایجاد شده و همچنین سرعت افزایش آنها در هنگام خاکریزی در نقاط مختلف هسته رسی به عواملی مانند تراز نصب پیزومترها، فاصله پیزومترها تا فیلترها و... بستگی دارد به طوریکه در یک تراز مشخص، بیشترین مقدار فشار آب منفذی در بخش میانی هسته بوده و به سمت کناره‌ها، از این مقدار کاسته می‌شد که کاملا منطبق بر واقعیت می‌باشد.

٤. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی به طور متوسط ۲۰ درصد بیش از مقادیر بدست آمده در تحلیل شبه استاتیکی بودند.

۵. مقادیر حداکثر فشارهای آب حفره ای ایجاد شده در زمان پایان ساخت، در تحلیل شبه استاتیکی ۱۳ تا ١٤ درصد با داده ابزار دقیق اختلاف داشتند و در تحلیل دینامیکی نتایج حاصل از مدل ۳۰ تا ۳۵ درصد بیشتر از داده های ابزار دقیق بودند.

٦. در صورت بالا بودن سرعت اجرای خاکریز استفاده از معادلات دینامیکی ضروری است و تنها در صورت سرعت پایین اجرای خاکریز، نتایج حاصل از تحلیل ساخت مرحله‌ای سد با معادلات شبه استاتیکی قابل قبول خواهند بود. لذا می‌توان با در نظر گرفتن ساخت مرحله‌ای سد در تعداد لایه‌های بیشتر و لحاظ کردن زمان ساخت نسبتا طولانی مراحل ساخت سد را با معادلات شبه‌استاتیکی تحلیل نمود.

فهرست علائم

K_s	مدول بالک دانه های جامد	pa
$\ddot{u}_i$	شتاب اسکلت جامد	$\frac{m}{s^2}$
u	جابجایی اسکلت جامد	m
V_i	سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد	$\frac{m}{s}$
$\dot{v}_i$	شتاب جریان سیال نسبت به فاز جامد	$\frac{m}{s^2}$
b_i	نیروی حجمی وارد بر واحد جرم	$\frac{m}{s^2}$
n	تخلخل	–
k_{ij}	نفوذپذیری دینامیکی	$\frac{m}{s}$
h	هد کل	m
p	فشار آب حفره ای	$\frac{N}{m^2}$
ρ	چگالی محیط متخلخل	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_v	چگالی حفرات	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_s	چگالی دانه های خاک	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_w	چگالی آب	$\frac{kg}{m^3}$
γ_w	وزن مخصوص آب	$\frac{N}{m^3}$
σ	تنش کل	$\frac{N}{m^2}$
ε	کرنش	–
C_f	تراکم پذری سیال	$\frac{m^2}{N}$
C_s	تراکم پذری ذرات	$\frac{m^2}{N}$
K_f	مدول بالک سیال	pa

مراجع

1. Gikas, V., Sakellariou, M., "Settlement Analysis of the Mornos Earth Dam (Greece): Evidence from Numerical Modeling and Geodetic Monitoring", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, No.11, pp. 3074-–3081. (2008).

۲. شرکت مهندسان مشاور آشناب، "راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز"،معاونت نظارت راهبردی، امور نظام فنی، نشریهٔ شمارهٔ٦٢٤، (۱۳۹۲).

3. Clough, G. W., R. J. Woodward, "Analysis of Embankment Stress and Deformation", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 93, No. 4, pp. 529-549, (1967).

٤. زمردیان، س.م.ع. و چوچی، ح.، «تحلیل عددی رفتار سدهای خاکی- سنگریزه‌ای حین ساخت و اولین آبگیری(مطالعۀ موردی سد مسجدسلیمان)»، مجله علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی، علوم آب و خاک،١٦(٦٢)،صص.٢٤٢-٢٢٩، (١٣٩١).

5. Chen, Q., Hua Zou, Y., Tang, M., Rong He, C., "Modelling the Construction of a High Embankment Dam", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, No.1, pp. 93-102, (2014).

6. Aflaki, E., "Comparing Numerical Analysis Predictions and Experimental Data for Shirindarreh Embankment Earth Dam", *Asian Journal of Applied Sciences*, Vol. 2, No. 1, pp. 50-62, (2009).

7. Al-Homoud, A.S., Tanash, N., "Monitoring and Analysis of Settlement and Stability of an Embankment Dam Constructed in Stages on Soft Ground", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 59, No.4, pp. 259–284, (2001).

8. Chu, F., "Finite Element Analysis of Stress Deformation of Earth-rock Dam on Narrow Valley", *Applied Mechanics and Materials*, 580-583, pp. 1852-1855, (2014).

9. Derakhshandi, M., Pourbagherian, H. R., Baziar, M. H., Shariatmadari, N. Sadeghpour, A. H., "Numerical Analysis and Monitoring of a Rockfill Dam at the End of Construction (Case Study: Vanyar Dam)", *International Journal of Civil Engineering,* Vol. 12, No.4, Transaction B: Geotechnical Engineering, (2014).

10. Jafari, F., Salmasi, F., "Effect of Embankment Soil Layers on Stress-Strain Characteristics",*Iranica Journal of Energy & Environment*, Vol. 5, No. 4, pp. 369-375, (2014).

11. Rezaee, M., Ghasemi, M., Barghamady, M., Khaksefidi, S., "Stability Analysis of Esfarayen Garati Dam using Finite Element Method", *International Journal of Engineering Innovation & Research*, Vol. 3, Issue 5, ISSN: 2277 – 5668, pp. 654-658, (2014).

12. Yazdanian, M., Ghasemi, S., Afshoon, H. R., "Effect Of Height Variation On The Stress-Strain Analysis Of The Heterogeneous Embankment Dams", *Indian Journal of Fundamental and Applied Life Sciences*, ISSN: 2231– 6345 (Online) An Open Access, Online International *Journal Available at www.cibtech.org/sp.ed/jls/2015/04/jls.htm*, Vol. 5 (S4), pp. 35-42, (2015).

13. Zheng, L., Chen, W.," The Analysis of Stress, Deformation and Arch Effect of the Lianghekou Earth-rockfill Dam", Indian Geotechnical Society, (2015).

١٤. زمردیان، س.م.ع. و صاحب‌زاده، ک.، «بررسی تعریف تعداد مراحل ساخت سدهای خاکی و سنگریزه‌ای با انجام آنالیز تحکیمی در مدل‌های کامپیوتری»، مجموعه مقالات اولین کنگرۀ ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، (١٣٨٣).

١٥. پاکزاد،م. و حسینی، س. م. م. م.، «ارزیابی فشارهای آب منفذی در پی و بدنۀ سد کرخه پس از آبگیری»، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس سدسازی، تهران، (١٣٧٩).

١٦. حسینی، س. م. م. م. ، موسوی خوانساری، م. و احمدی فرد، رضا، «ارزیابی فشار آب منفذی در هستۀ سد کرخه هنگام ساختن و آبگیری هم‌زمان»، مجلۀ مهندسی آب، سال دوم، بهار ١٣٨٨، صص.٤٧-٣٧، (١٣٨٨).

١٧. نیرومند، ح.، میرقاسمی، ع. و پاکزاد، م.، «رفتارنگاری سد کرخه در دوران ساخت بااستفاده از نتایج ابزاردقیق»، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس سدسازی، تهران، (١٣٧٩).

١٨. حبشی،ع.، بارانی،غ. و خبیری،و.، «ارزیابی فشارهای آب منفذی در هستۀ سد خاکی دوستی بااستفاده از آمار اندازه‌گیری‌شده و نتایج تحلیلی»، مجموعه مقالات پنجمین کنگرۀملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران، اردیبهشت، ١٦-١٤، (١٣٨٩).

19. Maleki, M. and A. Alavifar,"Safety Evaluation of MASJED-SOLEYMAN, During Construction and First Stage Impounding", 73rd Annual Meeting of ICOLD, Tehran, Iran, No.101-S5, (2005).

20. سروش، ع.، اخترپور، ع.، «مطالعه و تحلیل عددی فشار آب حفره‌ایایجادشده در هستهٔ سد سنگریزه‌ای مسجدسلیمان»، مجموعه مقالات هفتمین کنگرهٔملی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، (۱۳۸۵).

21. Lewis, RW., Schrefler, BA., "The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media", 2nd ed, Chichester: Wiley, (1998).

22. Biot, MA., "General theory of three-dimensional consolidation", *Journal of Applied Physics,* Vol. 12, No. 2, pp. 155-164, (1941).

23. Zienkiewicz, OC., Shiomi, T., "Dynamic Behavior of Saturated Porous Media; the Generalized Biot Formulation and it's Numerical Solution", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No. 1, pp. 71–96, (1984).

24. Zienkiewicz, OC., Chan, AHC. Pastor, M. Paul, DK. Shiomi, T., "Static and dynamic behavior of soils; a rational approach to quantitative solution. I. Fully saturated problems", *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences,* 429(1877), pp. 311-321, (1990).

25. Zienkiewicz, OC., Chan, AHC. Pastor, M. Schrefler, BA. Shiomi, T., "Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engine", New York: Wiley, (1999).

26. Khoei, A. R., Azami A. R., Haeri. S. M., "Implementation of Plasticity Based on Models in Dynamic Analysis of Earth and Rockfill Dams: A Comparison of Pastor-Zienkiewicz and Cap Models",*Journal of Computers and Geotechnics*, Vol. 31, pp. 385-410, (2004).

27 .Khoei, A.R. Haghighat, E., "Extended Finite Element Modeling of Deformable Porous Media with Arbitrary Interfaces", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 35, No. 11, pp. 5426–5441, (2011).

28. Huang, M., Zienkiewicz, OC., "New unconditionally stable staggered solution procedures for coupled soil-pore fluid dynamic problems", *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* Vol. 43, No. 6, pp. 1029–1052, (1998).

29. Zienkiewicz, OC., Taylor, RL., "The Finite Element Method", Butterworth-Heinemann, London, Vol. 1, pp. 561, (2000).

30. Smith I.M., Griffiths D.V., "Programming the Finite Element Method",4th edition , wiley, England, Pp. 98-100, (2004).

31. Bentler, D.J., "Finite Element Analysis of Deep Excavations", Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, pp. 83-87, (1998).

۳۲. مهندسین مشاور کاوش پی مشهد، گزارش رفتار نگاری سد (درونگر)، (۱۳۹۱).

۳۳. مهندسین مشاور طوس آب، گزارش منابع قرضه و مصالح ساختمانی، مرحلهٔدوم مطالعات سد مخزنی درونگر، (۱۳۸۳).

۳٤. مهندسین مشاور طوس آب، گزارش فنی پی آبرفتی، بدنهٔ سد و ابزاردقیق، مرحلهٔدوم مطالعات سد مخزنی درونگر، (۱۳۸۳).

35. Kisa, H., Fukuri, H. and Urayama, M., "Effects of the Valley Configuration on Dam Behavior", International Workshop on Dam Safety Evaluation, pp. 95-106, (1993).

36. ICOLD, "Static Analysis of Embankment Dams", *International Commission on large Dams*, Paris, Bulletin 53, (1986).

37. Grishin, M., "Hydraulic Structures", *Mir publisher*, Moscow, Vol. 2, (1982).